

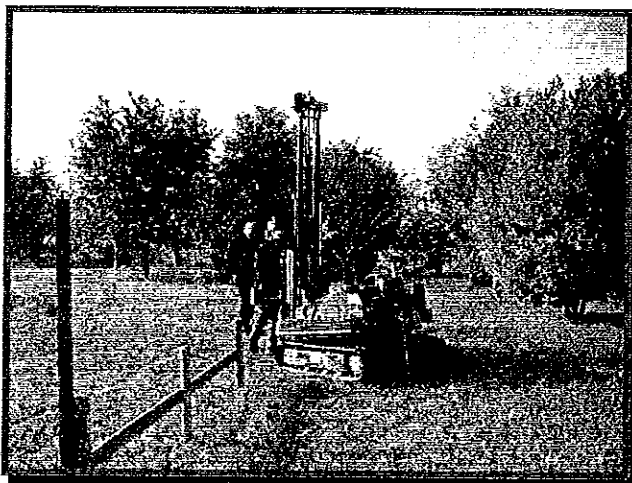


EcoGIS S.r.l.
G. Nascimbene - G. Zuffada
Sede legale e Uffici: Via Roma, 3
27020 Travacò Siccomario (PV)
Tel. fax 0382/482784
Email : georana@tin.it

Provincia di VARESE

Comune di UBOLDO

*INDAGINI GEOTECNICHE A SUPPORTO DEL PROGETTO DI COSTRUZIONE DI
UN EDIFICIO AD USO AGRICOLO IN VIA A. M. CERIANI*



Relazione geologica e geotecnica

Committente : Az. Agricola "Il Nibbio"

A cura di
dott. geol. Gianluca Nascimbene

NOVEMBRE 2005



SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	2
2. INQUADRAMENTO DEL SITO	3
2.1. ASPETTI GEOMORFOLOGICI E GEOLOGICI.....	3
2.2. ASPETTI IDROGRAFICI- IDROGEOLOGICI.....	3
2.3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO.....	4
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE	6
4. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA.....	7
5. PROBLEMATICHE INERENTI L'OPERA IN PROGETTO.....	9
6. ASPETTI FONDAZIONALI.....	11
6.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI.....	11
7. CEDIMENTI	15
7.1 CEDIMENTI AMMISSIBILI	17
8 CONCLUSIONI.....	18
BIBLIOGRAFIA	

TAVOLE:

Tav. 1 : COROGRAFIA - INQUADRAMENTO GEOLOGICO

scala 1 : 10.000

Tav. 2 : PLANIMETRIA - UBICAZIONE PROVE

disegno non in scala

: SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA

scala vert. 1 :100

Tav. 3 : SEZIONE IDROGEOLOGICA

Scala vert. 1:400

ALLEGATI

All. 1 : PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE - Tabelle e grafici

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta su richiesta dell' Azienda Agricola "Il nibbio" a supporto del progetto di costruzione di un edificio ad uso agricolo nel **comune di Uboldo (VA)** .

Le indagini sono state finalizzate a:

- illustrare i principali lineamenti geomorfologici della zona, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto e/o potenziali;
- definire le locali condizioni litologiche, la presenza di acque sotterranee e valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni indagati, definendo il carico unitario ammissibile finalizzato ad un corretto dimensionamento delle opere di fondazione;
- suggerire eventuali opere di salvaguardia al fine di assicurare la stabilità del complesso costruzione - terreno, tali da evitare gli impatti esercitati dalla edificazione in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area, e l'esecuzione (**7 novembre 2005**) di n. 1 prova penetrometrica dinamica indicata *Scpt 1* e una prova dinamica *Scpt 2* fino alla profondità di 3,00 m e poi statica fino alla profondità di 6,60 m da p.c. indicata *Cpt 1* utilizzando un penetrometro statico/dinamico, modello Pagani "Emilia TG 63-100, avente una spinta di infissione di 10 t (manicotto sup. 150 mm², punta diam. 36 mm), un maglio di 73,0 Kg (volata 75 cm, angolo di apertura 60°), aste lunghe 1 metro.

Tale indagine è stata suffragata da una ricerca bibliografica per la consultazione di studi pregressi e da un confronto con indagini geognostiche condotte in aree limitrofe.

Lo studio è stato condotto in osservanza alla normativa vigente:

- D.M.LL.PP 11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", ai sensi della Legge 2 febbraio 1974 n.64.
 - Eurocodice 8 - Parte 1 (EN 1998-1) e Parte 5 (EN 1998-5) votate definitivamente come Norme Europee nel 2003 e 2004.
 - Ordinanze PCM n. 3274 del 20.3.2003, All. 1-2-4, e n.3431 del 3.5.2005, All. 1 e 2, che modifica la precedente. Direttamente derivate dall'Eurocodice 8.
 - Parzialmente, Norme tecniche per le costruzioni 2005 (suppl. ordinario G.U. n.222 del 23.9.2005).
- NB: "Scopo delle norme è assicurare che in caso di terremoto sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile....." (Ord. 3274 e segg.)

2. INQUADRAMENTO DEL SITO

2.1. Aspetti geomorfologici e geologici

L'area oggetto d'indagine situata all'interno del territorio comunale di Uboldo (VA) in Via A.M. Ceriani, è compresa nella sezione B5a4 in scala 1 : 10.000 della Carta Tecnica Regionale e nel Foglio n. 45 denominato "Milano" della Carta Geologica d'Italia in scala 1 : 100.000.

Dal punto di vista geologico i terreni appartengono alle alluvioni della superficie principale della pianura (Livello fondamentale della pianura) attribuite al Fluvioglaciale Fluviale Wurm (Pleistocene sup.) costituite da sabbie con locali intercalazioni di limi e ghiaie alternati nella parte superficiale.

La configurazione morfologica della zona è caratterizzata dalla presenza (ad est) del terrazzo fluviale che collega il Piano Generale Terrazzato con i depositi del Fluvioglaciale e Fluviale Riss (pleistocene medio - inferiore).

2.2. Aspetti idrografici- idrogeologici

Il Comune di Uboldo, situato all'interno della alta Pianura Padana Lombarda, è delimitato a est dal corso del Torrente Lura ed a ovest dal Torrente Buzzente, in particolare l'area in esame si trova ad una quota di circa 204 m s.l.m. nella porzione orientale del comprensorio comunale.

La struttura idrogeologica della pianura padana è particolarmente complessa; vi si possono riconoscere diverse unità idrogeologiche e dagli studi fino ad oggi pubblicati si può ritenere, che i depositi presenti sul territorio di Uboldo appartengano all'unità sabbiosa-ghiaiosa (Pleistocene medio).

La suddetta unità affiora nelle zone pedemontane (alta pianura) caratterizzate dai terrazzi morfologicamente più elevati costituiti da depositi fluvioglaciali rissiani scarsamente permeabili così da favorire il deflusso delle acque superficiali.

Quest'unità, in corrispondenza della media pianura, rappresenta la parte basale dell'acquifero tradizionale formato da alternanze di depositi ghiaiosi-sabbiosi, sabbiosi e limosi-argillosi con lenti conglomeratiche. L'acquifero tradizionale con falda libera è ben individuabile a partire dal settore di media pianura mentre è più incerta la sua delimitazione nelle zone poste in Provincia di Varese, laddove i primi orizzonti limosi argillosi continui si rinvennero ad una profondità di 100 m e i sedimenti a granulometria più grossolana formano gran parte del sottosuolo sino a prof. di 150 m.

L'acquifero tradizionale è formato da un sistema multifalda (costituito da un acquifero freatico e uno semiconfinato) che viene assimilato a un monostrato acquifero.

I depositi fluvioglaciali würmiani che costituiscono i terreni in esame, caratterizzati da valori di permeabilità decisamente elevati, pari a $0,01 \div 0,001$ cm/sec, assumono importanza nella ricarica degli acquiferi per infiltrazione superficiale.

Durante l'indagine eseguita non è stata individuata la presenza di una falda acquifera superficiale all'interno dei fori delle prove spinte alla profondità massima di circa 9,60 m dal p.c. Dalla ricerca bibliografica (CAP Milano) risulta che la superficie freatica più superficiale è presente ad una profondità di circa 30,0-35,0 m dal p.c.

2.3. Classificazione sismica del territorio

Ai sensi dell'ordinanza n. 3274 - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", il Comune di Uboldo risulta classificato come appartenente alla ZONA 4.

Ai fini dell'applicazione di tali norme, il territorio nazionale è suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A.

I valori d' a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di a_g
1	0.35 a_g
2	0.25 a_g
3	0.15 a_g
4	0.05 a_g

Secondo tale ordinanza, inoltre, vengono definite 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione ai fini della definizione della azione sismica di progetto.

A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $V_s 30$ superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_s 30$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} < 50$, o coesione non drenata $C_u > 250$ kPa).

C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri. Tale categoria è caratterizzata da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/sec ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa).

D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti. Tali depositi sono caratterizzati da valori di $V_s 30 < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $C_u < 70$ kPa)

E - Profili di terreni costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di $V_s 30$ simili a quelli dei tipi C e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_s 30 > 800$ m/s

In aggiunta a queste categorie se ne definiscono altre due per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1: Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_s 30 < 100$ m/s ($10 < C_u < 20$ kPa).

S2: Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti $V_s 30$ è la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità.

Secondo la normativa ai fini della definizione dell' azione sismica di progetto è stato riconosciuto il seguente profilo stratigrafico :

- Dal piano campagna alla profondità di circa 5,00 m :

Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.

Tali depositi sono caratterizzati da valori di $V_s 30 < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $C_u < 70$ kPa)

- Dalla profondità di circa 5,00 m alla massima profondità indagata di circa 9,60 m dal piano campagna :

Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri. Tale categoria è caratterizzata da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/sec ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < C_u < 250$ kPa)

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica puntuale si è proceduto all'esecuzione di n° 1 *prova penetrometrica statica* (Cpt) e n° 2 *prove penetrometriche dinamiche* (Scpt) utilizzando un penetrometro statico/dinamico (100 kN). Le prove sono state eseguite in corrispondenza delle aree di futura edificazione e la loro esatta ubicazione è riportata in allegato (vd. Tav. 2).

Prova penetrometrica statica (CPT)

Il test di penetrazione del cono consiste nello spingere nel terreno, ad una velocità costante di 2 cm/sec, una serie di aste cilindriche con un cono alla base (punta meccanica tipo Begemann) e misurarne continuamente o ad intervalli non superiori a 20 cm la resistenza alla penetrazione.

La resistenza viene misurata al momento in cui il manicotto e la punta conica vengono spinti in profondità mentre gli altri elementi del penetrometro rimangono fermi.

Da questa prova è possibile ricavare i seguenti dati:

- *Resistenza alla punta conica - q_c (Kg/cm²)*

La resistenza al cono è letta direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura:

$$q_c = R_p$$

- *Attrito laterale o locale f_s (Kg/cm²)*

L'attrito unitario locale che si ottiene sottraendo al valore di R_L (resistenza laterale letta sul display) il valore di R_p , diviso per la superficie laterale del manicotto (S_1)

$$f_s = (R_L - R_p) / S_1$$

La prova penetrometrica dinamica (SCPT) consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno la punta conica metallica posta alla estremità dell'asta di acciaio; l'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso standard.

Si conta il numero di colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita (30 cm); la resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi per una data penetrazione.

Il numero di colpi della prova SCPT (N_{30}) è correlato con l'equivalente numero di colpi della prova SPT (N_{SPT} ; Standard Penetration Test) secondo la seguente relazione :

$$N_{30} / N_{SPT} \approx 0,5 \text{ (Cestari 1990)}$$

La correlazione tra N_{30} e N_{SPT} permette di interpretare i risultati ottenuti al fine di ricavare le necessarie informazioni su di uno o più delle seguenti argomentazioni :

- stratigrafia degli orizzonti litologici e loro omogeneità;
- caratteristiche meccaniche del terreno;
- capacità portante di fondazioni superficiali e/o profonde.

4. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Le prove penetrometriche eseguite hanno consentito di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni individuati; l'elaborazione dei dati ha permesso di evidenziare una successione stratigrafica composta da 5 orizzonti principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di addensamento.

Il sottosuolo dell'area investigata, si presenta caratterizzato al di sotto del terreno vegetale da un orizzonte superficiale (indicato B) costituito da sabbia limosa con ghiaia mediamente addensata ($N_{s\text{ept}/30}$ medio = 7 colpi). A partire dalla profondità di circa 3,00-3,30 m l'orizzonte B lascia il posto ad un orizzonte litologico limoso sabbioso (indicato C) con locali livelli centimetrici argillosi da sciolto a mediamente addensato ($Q_c = 21-42 \text{ Kg/cmq}$ - $N_{s\text{ept}/30}$ medio = 4 colpi).

Dalla profondità di circa 4,50 - 4,80 m dal p.c. è stato individuato un orizzonte sabbioso con locali livelli ghiaiosi (orizzonte D) mediamente addensato-addensato ($N_{s\text{ept}/30}$ medio = 7 colpi) individuato fino alla profondità di 8,40 m dal p.c.

L'orizzonte D ricopre dal punto di vista litostratigrafico un orizzonte ghiaioso (indicato E) individuato fino alla massima profondità d'investigazione (circa 9,30 m dal p.c.) caratterizzato da un elevato grado di addensamento, come testimonia il netto rifiuto all'avanzamento della punta.

Le prove penetrometriche dinamiche e statiche hanno fornito un'indicazione sul grado di consistenza e sugli spessori delle varie litologie identificate, ne risulta la seguente ricostruzione stratigrafica e la caratterizzazione geomeccanica di dettaglio dei terreni in esame.

Strato A (da 0,00 m a - 0,90 ÷ 1,20 m). Terreno vegetale in matrice limosa

$$N_{s\text{ept}/30} = 1-4$$

Strato B (da - 0,90 ÷ 1,20 m a - 3,00 ÷ 3,30 m). Sabbia limosa localmente ghiaiosa mediamente addensata

$$N_{s\text{ept}/30} = 5-10$$

Strato C (da - 3,00 ÷ 3,30 m a - 4,50 ÷ 4,80 m da piano campagna). Limi sabbiosi - sabbie limose da sciolti a mediamente addensati con locali livelli argillosi

$$N_{s\text{ept}/30} = 3-5 - Q_c = 20-40 \text{ Kg/cmq}$$

Strato D (da - 4,50 ÷ 4,80 m - 8,40 m da piano campagna). Sabbia limosa con rara ghiaia mediamente addensata

$$N_{s\text{ept}/30} = 5-8 - Q_c = 70-130 \text{ Kg/cmq}$$

Strato E (da - 8,40 m - 9,30 m da piano campagna). Ghiaia addensata

$$N_{s\text{ept}/30} = 11-30$$

Nella seguente tabella, ai fini del calcolo di capacità portante, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti.

PARAMETRI GEOTECNICI			
Strato A			
TERRENO VEGETALE IN MATRICE LIMOSA			
<i>Non idoneo come piano di posa delle fondazioni</i>			
Strato B SABBIA LIMOSA LOC. GHIAIOSA			
<i>Parametri</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Addensamento			medio
Peso di volume	γ	t/m ³	1,85-1,90
Angolo di attrito	ϕ	°	30-32
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	/
Modulo di deformazione elastico	E	Kg/cm ²	200-400
Strato C LIMO SABBIOSO CON LOCALI LIVELLI ARGILLOSI			
<i>Parametri</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Addensamento			da sciolto a medio
Peso di volume	γ	t/m ³	1,75-1,80
Angolo di attrito	ϕ	°	26 - 28
Coesione non drenata*	Cu	Kg/cm ²	0,40 - 0,50
Modulo di deformazione elastico	E	Kg/cm ²	150-300
Modulo di deformazione edometrico*	M	Kg/cm ²	60-80
<i>* parametri dei livelli argillosi individuati all'interno dell'orizzonte</i>			
Strato D SABBIA LOCALMENTE LIMOSA CON RARA GHIAIA			
<i>Parametri</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Addensamento			medio
Peso di volume	γ	t/m ³	1,85-1,95
Angolo di attrito	ϕ	°	30 - 32
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	/
Modulo di deformazione elastico	E	Kg/cm ²	200-400
Strato E GHIAIA			
<i>Parametri</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Addensamento			elevato
Peso di volume	γ	t/m ³	1,90-2,00
Angolo di attrito	ϕ	°	35 - 38
Coesione non drenata	Cu	Kg/cm ²	/
Modulo di deformazione elastico	E	Kg/cm ²	350-600

5. PROBLEMATICHE INERENTI L'OPERA IN PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato rurale costituito da un piano interrato ed un piano fuori terra.

Le prove eseguite hanno evidenziato al piano di posa delle fondazioni la presenza di un orizzonte limoso sabbioso con rara ghiaia e con locali livelli centimetrici limosi argillosi caratterizzato da un grado di addensamento variabile da sciolto a mediamente addensato (orizzonte C).

L'orizzonte C ricopre dal punto di vista litostratigrafico un orizzonte (orizzonte D) mediamente più addensato, costituito da sabbia con rara ghiaia individuato dalla profondità di circa 4,50 ±4,80 m dal p.c.

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti, si raccomanda al D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalle fondazioni.

Al momento dell'indagine eseguita (07 novembre 2005) non è stata individuata la presenza di acqua all'interno dei fori geognostici eseguiti spinti fino alla profondità massima di 9,30 m dal p.c.

Analizzando i dati ricavati dalla CAP di Milano risulta un valore del livello acquifero superficiale alla profondità di circa 30 m dal piano di esecuzione delle prove, tuttavia non si esclude la possibilità d'intercettare durante le fasi di scavo, una falda sospesa a carattere stagionale.

Dall'analisi di alcune indagini pregresse eseguite nell'abitato principale di Uboldo, in Via A. Ceriani, risulta la presenza di un livello acquifero sospeso a carattere stagionale e locale alla profondità variabile nell'intervallo compreso tra 1,00 – 3,60 m dal piano campagna (febbraio 2004).

Una previsione riguardo la futura evoluzione dell'andamento della superficie piezometrica sarebbe azzardata, a breve termine, perché la dinamica della superficie freatica ha un equilibrio precario essendo influenzata da una serie di fenomeni instabili e imprevedibili che concorrono a costituire il bilancio apporti – perdite, al fine di individuare il reale comportamento della falda superficiale occorrerebbe predisporre un monitoraggio della durata minima di 1 anno.

In considerazione del fatto che il progetto preveda sbancamenti profondi di terreno, con fronte di scavo superiore a 1,50 m dal piano campagna, e data la natura limoso sabbiosa dei terreni si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti utilizzando opportune strutture di sostegno

Tale accorgimento permetterà di poter lavorare nello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal D.Lgs. 494/96 e sue s.m. e i.

Gli effetti negativi che si possono sviluppare a seguito dell'apertura degli scavi sono legati sia alla

stabilità del fronte di scavo sia alla deformazione del fondo scavo.

Al fine di evitare il franamento e/o spostamento dei terreni superficiali e conseguente cedimento è possibile ricorrere ad una delle seguenti soluzioni da dimensionare in fase progettuale :

- scavo a campione con l'accortezza di scavare per tratte di lunghezza limitata (da definire in fase progettuale)
- scavo tradizionale con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza .

L'esecuzione dello sbancamento per il raggiungimento della quota d'imposta fondazionale causerà la creazione di pareti di scavo con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza .

6. ASPETTI FONDAZIONALI

6.1 Capacità portante dei terreni

La capacità portante limite ultima Q_{lim} di una fondazione superficiale rappresenta la pressione che determina la rottura del terreno per fenomeni di taglio.

La capacità portante viene valutata secondo la seguente formula di Meyerhof :

$$q_{ult} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

in cui N_c , N_q e N_{γ} sono fattori di capacità portante adimensionali, s , d , i , b e g sono coefficienti che dipendono dal tipo di fondazione, dalla profondità del piano di posa, dall'inclinazione del carico, del piano di fondazione e del terreno, γ esprime il peso di volume del terreno interessato, c indica la coesione mentre B rappresenta la larghezza della fondazione e D indica l'approfondimento della fondazione nel terreno.

Il carico unitario ammissibile (q_a) è determinato dal rapporto tra il valore della capacità portante ed un fattore di sicurezza $F_s \geq 3$ (D.M. 11/03/88, cfr.5.2):

$$q_a = \frac{q_{ult}}{F_s} = \text{Kg/cm}^2$$

Sulla base delle caratteristiche litologiche e geotecniche descritte in precedenza e sulle indicazioni progettuali sono state eseguite alcune valutazioni indicative sui carichi ammissibili e sui relativi cedimenti considerando le due seguenti ipotesi :

I ipotesi - fondazioni quadrate realizzate sul piano di sbancamento alla quota indicata dal progetto

- Tipo di fondazione: *plinto*
- Profondità di scavo pari a 4,00 m dal piano di esecuzione delle prove
- Profondità di posa delle fondazioni a 4,80-5,00 m dal piano di esecuzione delle prove
- Orizzonte litologico interessato dal piano di posa della fondazione: sabbia loc. limosa con rara ghiaia (orizzonte D).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof									
<i>Capacità portante Orizzonte D</i>									
Parametri geotecnici del terreno									
Peso specifico terreno di fondazione	(γ)	t/m ³	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90		
Angolo di attrito interno	(φ)	°	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00		
Coesione	(c')	t/m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$	K_p	\	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00		
Peso specifico terreno di riporto	(γ_r)	t/m ³	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70		
Caratteristiche geometriche della fondazione									
Larghezza fondazione	B	m	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50		
Lunghezza fondazione	L	m	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50		
Eccentricità larghezza	e_x	m	0,25	0,33	0,42	0,50	0,58		
Approfondimento	D	m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
Inclinazione carico	i	°	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Larghezza ridotta	B'	m	1,00	1,33	1,67	2,00	2,33		
Coefficienti di fondazione									
$N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi)} \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$			18,4	18,4	18,4	18,4	18,4		
$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1,4 \varphi)$			15,7	15,7	15,7	15,7	15,7		
$N_c = (N_q - 1) \text{ctg}(\varphi)$			30,1	30,1	30,1	30,1	30,1		
Fattori di forma									
$s_o = 1 + 0,2 \cdot K_p (B/L)$			1,60	1,60	1,60	1,60	1,60		
$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p (B/L)$			1,30	1,30	1,30	1,30	1,30		
Fattori di profondità									
$d_o = 1 + 0,2 \cdot K_p^{1/2} \cdot D/B$			1,23	1,17	1,14	1,12	1,10		
$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p^{1/2} \cdot D/B$			1,12	1,09	1,07	1,06	1,05		
Fattori di inclinazione del carico									
$i_q = i_o = (1 - i^\circ/90)^\alpha$			1	1	1	1	1		
$i_\gamma = (1 - i^\circ/\varphi)^\beta$			1	1	1	1	1		
CALCOLO CARICO LIMITE									
$q_{ult} = \gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$			45,4	44,2	43,5	43,0	42,7		
$+ 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$			21,6	28,0	34,5	40,9	47,4		
$+ c' \cdot N_c \cdot s_o \cdot d_o \cdot i_o$			0	0	0	0	0		
q_{ult}		t/m ²	66,9	72,2	78,0	83,9	90,1		
$q_{amm} = q_{ult} / F_s \text{ con } F_s = 3$		t/m ²	22,3	24,1	26,0	28,0	30,0		
q_{amm}		kg/cm ²	2,23	2,41	2,60	2,80	3,00		

Il ipotesi - fondazioni nastriformi realizzate sul piano di sbancamento alla quota indicata dal progetto

- Tipo di fondazione: *nastriforme*
- Profondità di scavo pari a 4,00 m dal piano di esecuzione delle prove
- Profondità di posa delle fondazioni a 4,80-5,00 m dal piano di esecuzione delle prove
- Orizzonte litologico interessato dal piano di posa della fondazione: sabbia loc. limosa con rara ghiaia (orizzonte D).

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof									
Capacità portante strato di fondazione									
Parametri geotecnici del terreno									
Peso specifico terreno di fondazione	(γ)	t/m ³	1,90	1,90	1,90		1,90	1,90	1,90
Angolo di attrito interno	(φ)	°	30,00	30,00	30,00		30,00	30,00	30,00
Coesione	Cu	t/m ²	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
Kp = tg ² (45°+ φ /2)	Kp	\	3,00	3,00	3,00		3,00	3,00	3,00
Peso specifico terreno di riporto	(γ_r)	t/m ³	1,80	1,80	1,80		1,80	1,80	1,80
Caratteristiche geometriche della fondazione									
Larghezza fondazione	B	m	0,80	1,00	1,20		0,80	1,00	1,20
Lunghezza fondazione	L	m	15,00	15,00	15,00		15,00	15,00	15,00
Eccentricità larghezza	e _x	m	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
Approfondimento	D	m	0,60	0,60	0,60		0,80	0,80	0,80
Inclinazione carico	i	°	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	0,80	1,00	1,20		0,80	1,00	1,20
Coefficienti di fondazione									
Nq = e ^($\pi \cdot \tan \varphi$) * tg ² (45°+ φ /2)			18,4	18,4	18,4		18,4	18,4	18,4
N _{\gamma} = (Nq - 1) tg(1,4 φ)			15,7	15,7	15,7		15,7	15,7	15,7
Nc = (Nq - 1) ctg(φ)			30,1	30,1	30,1		30,1	30,1	30,1
Fattori di forma									
s _c = 1 + 0,2 * Kp (B/L)			1,03	1,04	1,05		1,03	1,04	1,05
s _q = s _{\gamma} = 1 + 0,1 * Kp (B/L)			1,02	1,02	1,02		1,02	1,02	1,02
Fattori di profondità									
d _c = 1 + 0,2 Kp ^{1/2} * D/B			1,26	1,21	1,17		1,35	1,28	1,23
d _q = d _{\gamma} = 1 + 0,1 Kp ^{1/2} * D/B			1,13	1,10	1,09		1,17	1,14	1,12
Fattori di inclinazione del carico									
i _q = i _c = (1 - i°/90) ²			1	1	1		1	1	1
i _{\gamma} = (1 - i°/ φ) ²			1	1	1		1	1	1
CALCOLO CARICO LIMITE									
q _{ult} = $\gamma_r \cdot D \cdot Nq \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$			22,8	22,4	22,1		31,6	30,8	30,3
+ 0,5 * B' * γ * N _{\gamma} * s _{\gamma} * d _{\gamma} * i _{\gamma}			13,7	16,8	19,9		14,2	17,3	20,4
+ c' * Nc * s _c * d _c * i _c			0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0
q _{ult}		t/m ²	36,5	39,1	42,0		45,8	48,1	50,7
q _{anum} = q _{ult} / Fs con Fs = 3		t/m ²	12,2	13,0	14,0		15,3	16,0	16,9
q _{anmm} =		kg/cm ²	1,22	1,30	1,40		1,53	1,60	1,69

Riassumendo per quanto riguarda le due differenti ipotesi di fondazione considerate si ottiene una q_{amm} pari:

IPOTESI I

Plinto			
<i>Impostato alla profondità di circa 4,80-5,00 m dal p.c. sull'orizzonte(D) sabbioso con rara ghiaia mediamente addensato</i>			
<i>Pressione unitaria ammissibile a rottura del terreno riferita ad una fondazione quadrata (plinto) con carico verticale e piano campagna orizzontale</i>			
<i>Larghezza fondazione</i>	<i>Immorsamento</i>	<i>Pressioni unitarie limite</i>	<i>Pressioni unitarie ammissibili</i>
1,50 m	D= 1,00 m	$q_{ult} = 6,69 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 2,23 \text{ Kg/cm}^2$
2,00 m	D= 1,00 m	$q_{ult} = 7,22 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 2,41 \text{ Kg/cm}^2$
2,50 m	D= 1,00 m	$q_{ult} = 7,80 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 2,60 \text{ Kg/cm}^2$

IPOTESI II

Trave			
<i>Impostata alla profondità di circa 4,80-5,00 m dal p.c. sull'orizzonte sabbioso con rara ghiaia (D) mediamente addensato</i>			
<i>Pressione unitaria ammissibile a rottura del terreno riferita ad una fondazione nastroforme continua con carico verticale e piano di posa orizzontale</i>			
<i>Larghezza fondazione B</i>	<i>Profondità d'incastro fondazione D</i>	<i>Pressioni unitaria limite</i>	<i>Pressioni unitaria ammissibile</i>
0,80 m	0,60 m	$q_{ult} = 3,65 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 1,22 \text{ Kg/cm}^2$
1,00 m	0,60 m	$q_{ult} = 3,91 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 1,30 \text{ Kg/cm}^2$
1,20 m	0,60 m	$q_{ult} = 4,20 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 1,40 \text{ Kg/cm}^2$
<i>Larghezza fondazione B</i>	<i>Profondità d'incastro fondazione D</i>	<i>Pressioni unitaria limite</i>	<i>Pressioni unitaria ammissibile</i>
0,80 m	0,80 m	$q_{ult} = 4,58 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 1,53 \text{ Kg/cm}^2$
1,00 m	0,80 m	$q_{ult} = 4,81 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 1,60 \text{ Kg/cm}^2$
1,20 m	0,80 m	$q_{ult} = 5,07 \text{ Kg/cm}^2$	$q_{amm} = 1,69 \text{ Kg/cm}^2$

7. CEDIMENTI

La distribuzione delle pressioni indotte dal carico trasmesso dalle fondazioni è stata calcolata tramite le formule di Boussinesq, nell'ipotesi che il terreno possa assimilarsi ad un mezzo elastico - lineare, isotropo ed omogeneo.

Il cedimento totale si determina facendo la somma del cedimento immediato (S_i) e di quello di consolidazione (S_{ed}) secondo quanto proposto da Skempton e Bjerrum:

$$S = S_i + \mu \cdot S_{ed}$$

μ = coefficiente di correzione

Il cedimento immediato risulta dalla formula :

$$S_i = Q \cdot B' \cdot ((1-\mu^2)/E)$$

In cui

Q = carico applicato

B' = larghezza fondazione

μ = modulo di poisson

E = modulo elastico

Il cedimento di consolidazione risulta dalla formula :

$$S_c = \mu \cdot H \cdot \Delta\sigma / E_{ed}$$

In cui

μ = coefficiente di riduzione

H = spessore strato

$(\Delta\sigma)$ = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione

E_{ed} = modulo di deformabilità

Dall'analisi stratigrafica risulta evidente che il cedimento totale è imputabile al cedimento immediato di tipo elastico dei terreni sabbiosi costituenti i terreni d'imposta delle fondazioni del manufatto in progetto.

Il volume di terreno significativo individuato è stato suddiviso in n-strati di spessore H_0 con caratteristiche di compressibilità omogenee, dei quali si è determinato il cedimento; infine è stato calcolato il cedimento totale come somma dei contributi Δh dei singoli strati ottenendo i seguenti valori :

IPOTESI I

Plinto			
<i>Impostato alla profondità di circa 4,80-5,00 m dal p.c. sull'orizzonte(D) sabbioso con rara ghiaia mediamente addensato</i>			
Immorsamento D = 1,00 m			
Cedimento totale del terreno riferito ad una fondazione nastriforme continua			
PIANO DI POSA (strato D)			
<i>Larghezza fondazione B</i>	<i>Profondità d'incastro fondazione</i>	<i>Pressioni unitaria di esercizio</i>	<i>cedimento totale</i>
1,50 m	1,00 m	* $q_{amm} = 2,23 \text{ Kg/cm}^2$	S = 1,20-1,30 cm
2,00 m	1,00 m	* $q_{amm} = 2,41 \text{ Kg/cm}^2$	S = 1,60-1,70 cm
2,50 m	1,00 m	* $q_{amm} = 2,60 \text{ Kg/cm}^2$	S = 2,00-2,40 cm

IPOTESI II

Trave			
<i>Impostata alla profondità di circa 4,80-5,00 m dal p.c. sull'orizzonte sabbioso con rara ghiaia (D) mediamente addensato</i>			
Immorsamento D = 0,60 m			
Cedimento totale del terreno riferito ad una fondazione nastriforme continua			
PIANO DI POSA (strato D)			
<i>Larghezza fondazione B</i>	<i>Profondità d'incastro fondazione</i>	<i>Pressioni unitaria di esercizio</i>	<i>cedimento totale</i>
0,80 m	0,60 m	* $q_{amm} = 1,22 \text{ Kg/cm}^2$	S = 0,50-0,60 cm
1,00 m	0,60 m	* $q_{amm} = 1,30 \text{ Kg/cm}^2$	S = 0,65-0,75 cm
1,20 m	0,60 m	* $q_{amm} = 1,40 \text{ Kg/cm}^2$	S = 0,80-0,90 cm

<i>Immorsamento D = 0,80 m</i>			
<i>Cedimento totale del terreno riferito ad una fondazione nastriforme continua</i>			
PIANO DI POSA (strato D)			
<i>Larghezza fondazione B</i>	<i>Profondità d'incastro fondazione</i>	<i>Pressioni unitaria di esercizio</i>	<i>cedimento totale</i>
0,80 m	0,80 m	* $q_{amm} = 1,53 \text{ Kg/cm}^2$	S = 0,60-0,70 cm
1,00 m	0,80 m	* $q_{amm} = 1,60 \text{ Kg/cm}^2$	S = 0,80-0,90 cm
1,20 m	0,80 m	* $q_{amm} = 1,69 \text{ Kg/cm}^2$	S = 0,90-1,00 cm

*nel calcolo dei cedimenti è stato sottratto il peso del terreno che verrà asportato durante la realizzazione degli scavi

Legenda relativa ai parametri riportati nella tabella precedente:

B = larghezza fondazione nastriforme

D = immorsamento della fondazione

q_a = carico unitario ammissibile indotto sul piano di fondazione

S = cedimento totale

7.1 Cedimenti ammissibili

A titolo indicativo sarà opportuno valutare in fase progettuale, in relazione alla reale distribuzione dei carichi della struttura e alla distanza tra i pilastri, i cedimenti differenziali da considerare con particolare attenzione poiché sono in grado di provocare danni alle strutture portanti.

I cedimenti differenziali non sono costanti su tutta la fondazione favorendo la creazione di tensioni anomale nel cemento armato; analogamente si possono avere distorsioni angolari della struttura dovute a cedimenti differenziali.

I cedimenti differenziali dipendono dalla variabilità spaziale delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, dalle modalità esecutive delle fondazioni e dal tipo di struttura. Il cedimento differenziale può essere calcolato come differenza di cedimenti tra due punti vicini. Valori teorici dei cedimenti si possono calcolare per vari punti come lo spigolo ed il centro di una fondazione oppure al di sotto della fondazione più caricata e quella meno caricata.

Indicativamente il cedimento differenziale può essere stimato pari a $\frac{3}{4}$ del massimo cedimento totale calcolato (Bowles 1988),.

8 CONCLUSIONI

L'indagine eseguita, ai sensi del "D.M.LL.PP. 11 marzo 1988", redatta a supporto del progetto di costruzione di un edificio ad uso agricolo in Via A.M. Ceriani nel comune di Uboldo (VA), illustra i risultati delle indagini geologico - tecniche che hanno permesso di valutare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione delle opere previste.

- Il sottosuolo dell'area investigata, si presenta caratterizzato al di sotto del terreno vegetale da un orizzonte superficiale (indicato B) costituito da sabbia limosa con rara ghiaia mediamente addensata - addensata ($N_{s\text{cpt}/30}$ medio = 7 colpi). A partire dalla profondità di circa 3,00-3,30 m l'orizzonte B lascia il posto ad un orizzonte litologico limoso sabbioso (indicato C) con locali di livelli centimetrici limoso argillosi da sciolto a mediamente addensato ($Q_c = 21\div 42$ Kg/cmq - $N_{s\text{cpt}/30}$ medio = 4 colpi). Dalla profondità di circa 4,50-4,80 m dal p.c. è stato individuato un orizzonte sabbioso con locali livelli ghiaiosi (orizzonte D) mediamente addensato-addensato ($N_{s\text{cpt}/30}$ medio = 7 colpi) individuato fino alla profondità di 8,40 m dal p.c. L'orizzonte D ricopre dal punto di vista litostratigrafico un orizzonte più addensato, come testimonia il netto rifiuto all'avanzamento della punta, costituito da ghiaie in matrice limosa sabbiosa individuato fino alla massima profondità d'investigazione (circa 9,30 m dal p.c.)

- Al momento dell'indagine eseguita (07 novembre 2005) non è stata individuata la presenza di acqua all'interno dei fori geognostici eseguiti spinti fino alla profondità massima di 9,30 m dal p.c. Analizzando i dati ricavati dalla CAP di Milano risulta un valore del livello acquifero superficiale alla profondità di circa 30 m dal piano di esecuzione delle prove, tuttavia non si esclude la possibilità d'intercettare durante le fasi di scavo, una falda sospesa a carattere stagionale. Dall'analisi di alcune indagini pregresse eseguite nell'abitato principale di Uboldo, in Via A. Ceriani, risulta la presenza di un livello acquifero sospeso a carattere stagionale e locale alla profondità variabile nell'intervallo compreso tra 1,00 - 3,60 m dal piano campagna (febbraio 2004).

Sulla base delle caratteristiche litologiche e geotecniche descritte in precedenza e sulle indicazioni progettuali sono state eseguite alcune valutazioni indicative sui carichi ammissibili e sui relativi cedimenti considerando le seguenti ipotesi :

IPOTESI I - Plinti

- o Tipo di fondazione: *plinto*
- o Profondità di scavo pari a 3,80 ÷ 4,00 m dal piano di esecuzione delle prove
- o Profondità di posa delle fondazioni a 4,80-5,00 m dal piano di esecuzione delle prove
- o Orizzonte litologico interessato dal piano di posa della fondazione: sabbia loc. limosa con rara ghiaia (orizzonte D).

Dall'analisi dei carichi risulta che per una fondazione quadrata posta alla profondità di 1,00 m dal piano scavo, di larghezza ipotizzata pari 1,50-2,50 m il carico unitario ammissibile risulta compreso tra 2,23Kg/cm² e 2,60 Kg/cm².

IPOTESI II - Fondazioni nastriformi

- o Tipo di fondazione: *nastriforme*
- o Profondità di scavo pari a 4,20 ÷ 4,40 m dal piano di esecuzione delle prove
- o Profondità di posa delle fondazioni a 4,80-5,00 m dal piano di esecuzione delle prove
- o Orizzonte litologico interessato dal piano di posa della fondazione: sabbia loc. limosa con rara ghiaia (orizzonte D).

Dall'analisi dei carichi risulta che per una fondazione nastriforme con immorsamento **D = 0,60 ÷ 0,80m dal piano scavo**, di larghezza ipotizzata pari 0,80 m ÷ 1,20 m il carico unitario ammissibile risulta variabile nell'intervallo compreso tra 1,22 ÷ 1,69 Kg/cm²

Dall'analisi dei cedimenti eseguita, considerando che il terreno interessato dai carichi di progetto possa assimilarsi ad un mezzo elastico - lineare, isotropo ed omogeneo, risulta che:

- utilizzando un carico unitario non superiore al carico unitario ammissibile per le fondazioni nastriformi si generano nel terreno cedimenti dell'ordine di 0,50 ÷ 1,00 cm
- utilizzando un carico unitario inferiore a 2,60 Kg/cm² per le fondazioni quadrate (plinti) si generano nel terreno cedimenti dell'ordine di 1,20 ÷ 2,40 cm

I terreni incoerenti hanno un comportamento sostanzialmente "elastico" e tale per cui la deformazione segue in maniera praticamente immediata all'applicazione del carico; considerando una pressione unitaria massima di esercizio Q_t pari alla capacità portante ammissibile Q_{amm} si potranno verificare cedimenti assoluti e differenziali statisticamente ammissibili da strutture non complesse.

A titolo indicativo sarà opportuno valutare in fase progettuale, in relazione alla reale distribuzione dei carichi della struttura e alla tipologia di fondazione adottata, i cedimenti differenziali da considerare con particolare attenzione poiché sono in grado di provocare danni alle strutture portanti.

I cedimenti differenziali non sono costanti su tutta la fondazione favorendo la creazione di tensioni anomale nel cemento armato; analogamente si possono avere distorsioni angolari della struttura dovute a cedimenti differenziali.

Al fine di non alterare l'attuale equilibrio dell'area investigata nonché la stabilità delle opere in progetto, si raccomanda di :

- ✓ utilizzare strutture di sostegno adeguate o scavo tradizionale con angolo di scarpata adeguato (non superiore a 30 per l'esecuzione di sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,00+1,50 m tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di sbancamento e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal D.Lgs. 494/96 e sue s.m. e i..
- ✓ realizzare adeguati sistemi di raccolta e di convogliamento ai punti di scarico delle acque pluviali al fine di evitare qualsiasi dispersione sia a ridosso delle fondazioni che nell'immediato intorno; è necessario inoltre impermeabilizzare eventuali piani interrati onde evitare problemi di umidità ed infiltrazione delle acque meteoriche e/o di eventuali falde sospese a carattere stagionale.

L'apertura degli scavi di sbancamento consentirà la verifica in continuo delle caratteristiche geotecniche del terreno sul piano di posa delle fondazioni adeguando, se del caso, i criteri tecnici sopra esposti; si raccomanda alla D.L. di verificare l'omogeneità litologica e geotecnica dei terreni su tutta l'area interessata dalla fondazione prevedendo l'asportazione di eventuali strati sciolti e la loro successiva bonifica con inerte e/o con cls magro.

Dagli studi effettuati e dall'indagine eseguita sul terreno, ai sensi del D.M.LL.PP. 11/03/88 emerge una situazione geologica - idrogeologica idonea per l'esecuzione dell'opera in progetto.

In base a quanto emerso si lascia il compito al progettista di una razionale scelta del carico unitario da applicare al terreno di fondazione; tale carico non dovrà comunque risultare maggiore di quello massimo ammissibile individuato dall'indagine geologico tecnica eseguita.

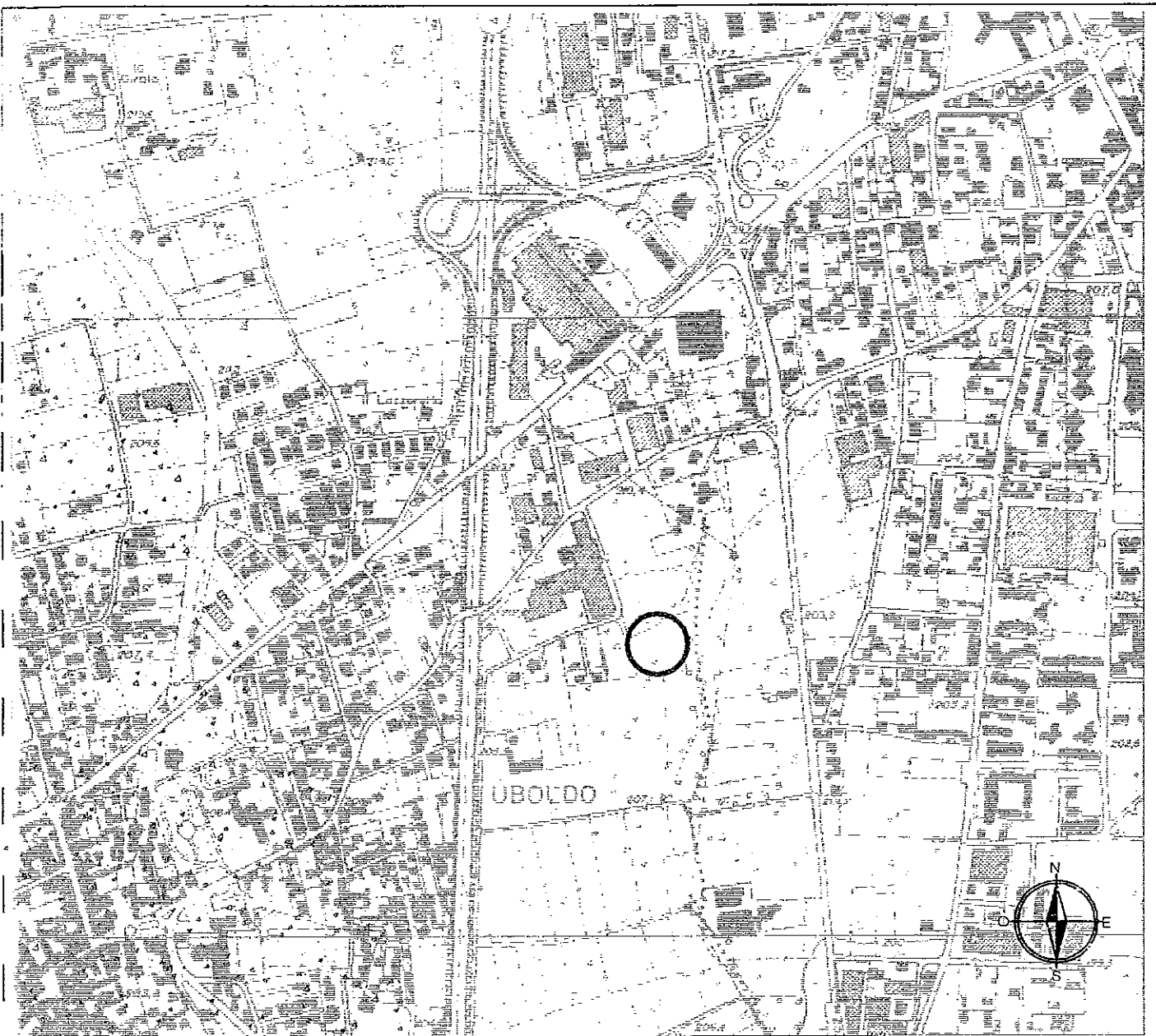
novembre 2005

dott. geol. Gianluca Nascimbene



BIBLIOGRAFIA

1. *Serv. Geol. Italia - Carta Geologica d'Italia - Scala 1:100.000 - Foglio 45 "Milano".*
2. *Note illustrative della Carta geologica d'Italia Foglio 45 "Milano" Serv. Geol. Italia - Roma.*
3. *Atti del corso di aggiornamento "Esplorazione geologico-tecnica" organizzato dalla Scuola d'Ingegneria del Canton Ticino (1999)*
4. *"Fondazioni" di Joseph e. Bowles. edizioni McGraph Hill*
5. *Regione Lombardia - Carta tecnica regionale - sez. B6C2*

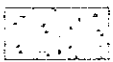


CTR Sezione b5a4

LEGENDA



Area in esame



Fluviale wurm (Pleistocene sup.)

Ghiaie sabbiose e sabbie (con strato superficiale di alterazione limitato 40-60 cm generalmente brunastro, costituenti il Livello fondamentale della Pianura)

Ghiaie sabbiose con strato di alterazione superficiale argilloso ocraceo (ferretto) potente fino a 200-250 cm

Corsi d'acqua

COROGRAFIA - INQUADRAMENTO GEOLOGICO

TAVOLA 1

SCALA 1:10.000

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
LETTURE DI CAMPAGNA/VALORI DI RESISTENZA

SCPT 1

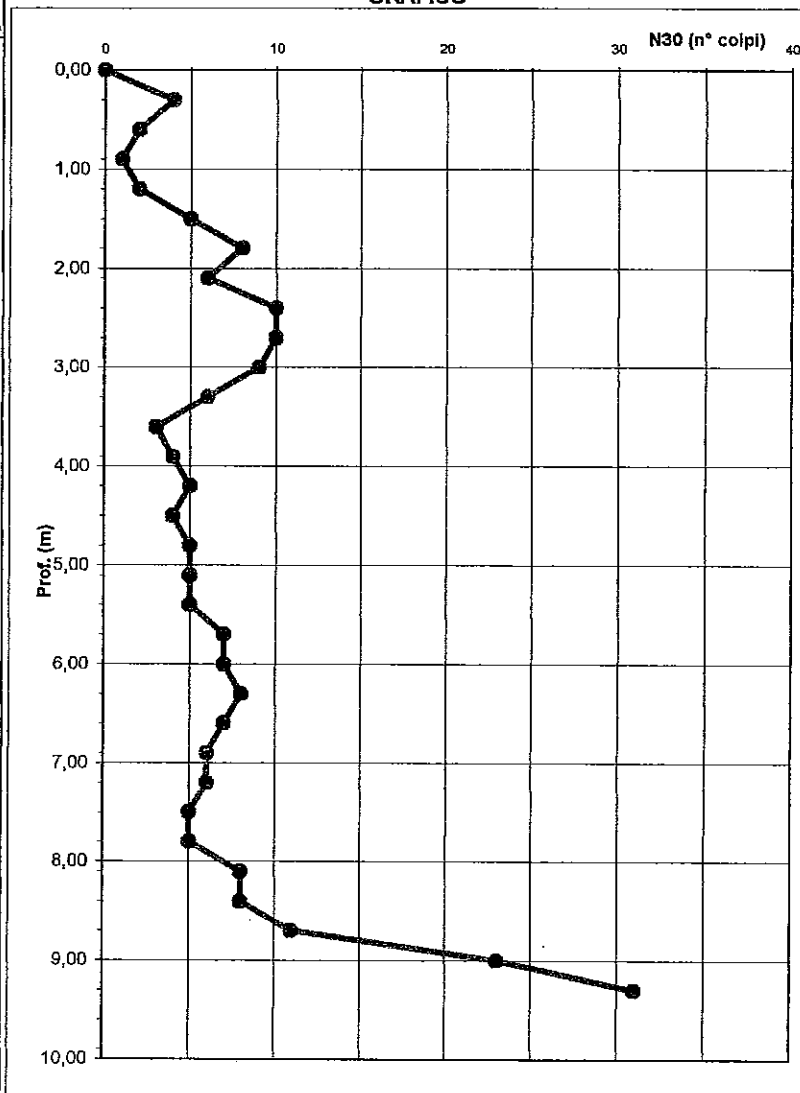
- committente: Az. Agr. "Il nibbio"
 - lavoro: Costruzione fabbricato rurale
 - località: Uboldo (VA)
 - note:

- data: 7/11/2005
 - quota inizio: piano campagna
 - prof. falda:

Prof m	N°30 n° colpi	Nspt n° colpi
0,00	0	0
0,30	4	7
0,60	2	3
0,90	1	2
1,20	2	3
1,50	5	8
1,80	8	13
2,10	6	10
2,40	10	17
2,70	10	17
3,00	9	15
3,30	6	10
3,60	3	5
3,90	4	7
4,20	5	8
4,50	4	7
4,80	5	8
5,10	5	8
5,40	5	8
5,70	7	12
6,00	7	12
6,30	8	13
6,60	7	12
6,90	6	10
7,20	6	10
7,50	5	8
7,80	5	8
8,10	8	13
8,40	8	13
8,70	11	18
9,00	23	38
9,30	31	52
9,60	RIFIUTO	

LITO-
STRATIGRAFIA

GRAFICO



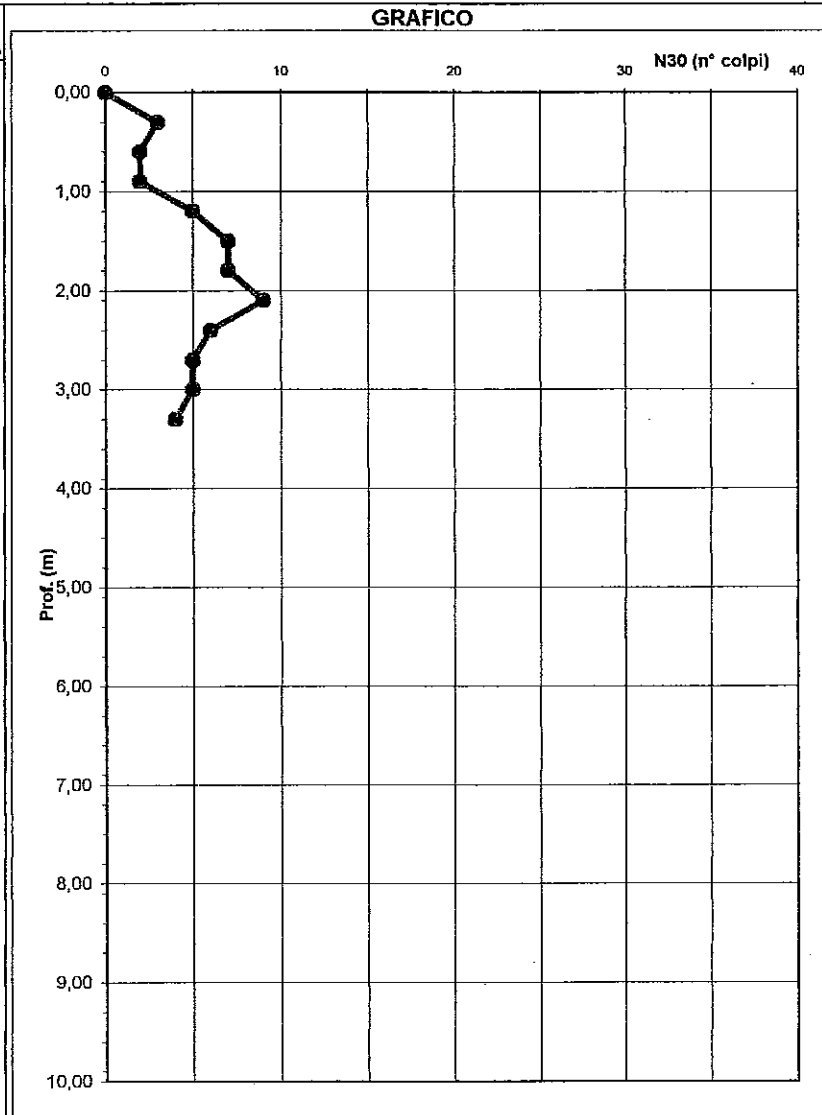
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
LETTURE DI CAMPAGNA/VALORI DI RESISTENZA

SCPT 2

- committente: Az. Agr. "Il nibbio"
 - lavoro: Costruzione fabbricato rurale
 - località: Uboldo (VA)
 - note:

- data: 7/11/2005
 - quota inizio: piano campagna
 - prof. falda:

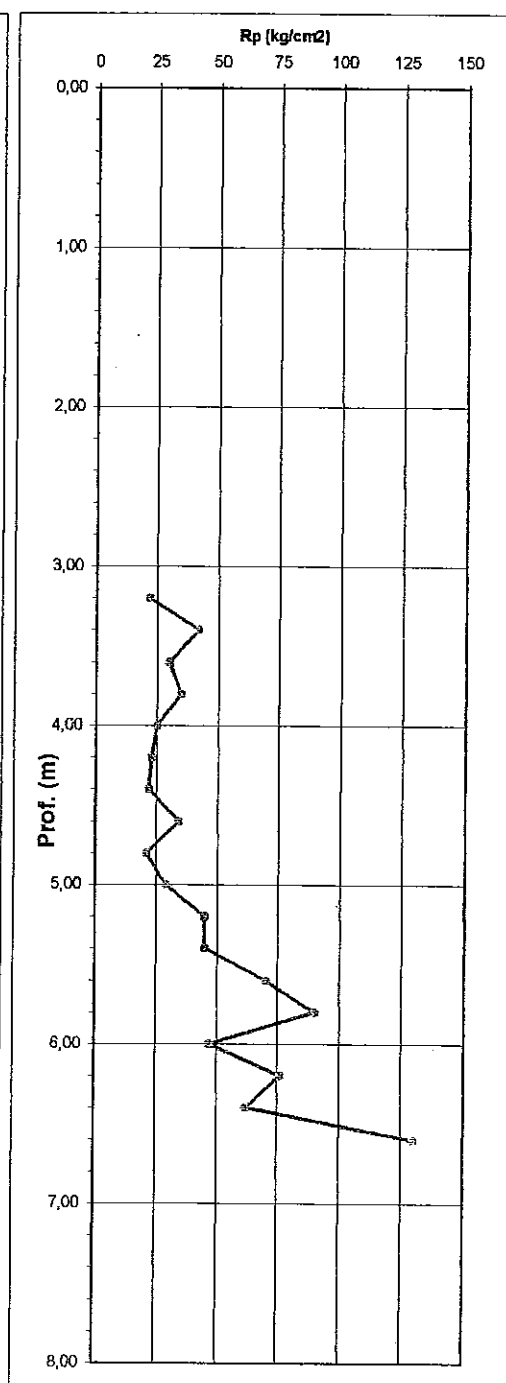
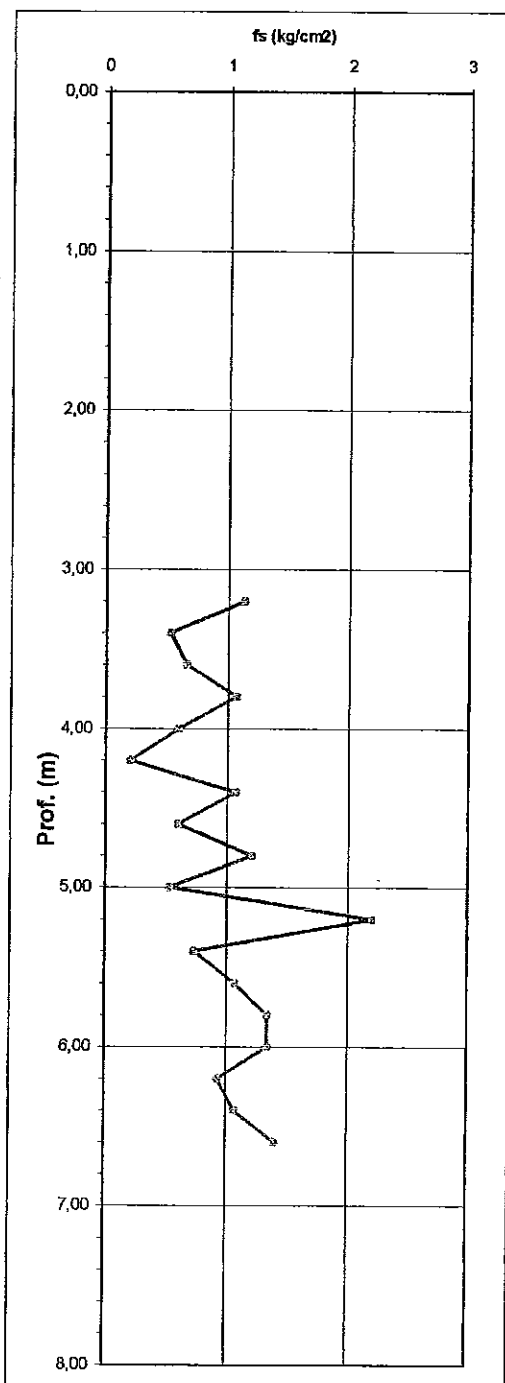
Prof m	N°30 n° colpi	Nspt n° colpi	LITO- STRATIGRAFIA
0,00	0	0	
0,30	3	5	
0,60	2	3	
0,90	2	3	
1,20	5	8	
1,50	7	12	
1,80	7	12	
2,10	9	15	
2,40	6	10	
2,70	5	8	
3,00	5	8	
3,30	4	7	
3,60	RIFIUTO		



**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

- committente:	Az. Agr. "Il nibbio"	- data:	7/11/2005
- lavoro:	Costruzione fabbricato rurale	- quota inizio:	Piano campagna
- località:	Uboldo (VA)	- prof. falda:	



PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10t-Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann $\phi=35,7$ mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

- committente: Az. Agr. "Il nibbio" - data: 7/11/2005
 - lavoro: Costruzione fabbricato rurale - quota inizio: Piano campagna
 - località: Uboldo (VA) - prof. falda:

Prof m	Valori di resistenza				
	LP Kg/cm ²	LL Kg/cm ²	RP=qc Kg/cm ²	RL=fs Kg/cm ²	Rf=fs/qc %
0,20					
0,40					
0,60					
0,80					
1,00					
1,20					
1,40					
1,60					
1,80					
2,00					
2,20					
2,40					
2,60					
2,80					
3,00					
3,20	22	39	22,0	1,1	5,15
3,40	42	50	42,0	0,5	1,27
3,60	30	40	30,0	0,7	2,22
3,80	35	51	35,0	1,1	3,05
4,00	25	34	25,0	0,6	2,40
4,20	23	26	23,0	0,2	0,87
4,40	22	38	22,0	1,1	4,85
4,60	34	43	34,0	0,6	1,76
4,80	21	39	21,0	1,2	5,71
5,00	29	37	29,0	0,5	1,84
5,20	45	78	45,0	2,2	4,89
5,40	45	56	45,0	0,7	1,63
5,60	70	86	70,0	1,1	1,52
5,80	90	110	90,0	1,3	1,48
6,00	47	67	47,0	1,3	2,84
6,20	76	90	76,0	0,9	1,23
6,40	62	78	62,0	1,1	1,72
6,60	130	151	130,0	1,4	1,08

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT 2

PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10t-Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
 Punta meccanica tipo Begemann $\sigma=35.7$ mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)